

UDK 624.03.012.3001.5:699.84

Priljeno 9. 10. 2008.

Potresna sigurnost armiranobetonskih montažnih hala – eksperimentalna studija

Matej Fischinger, Miha Kramer, Tatjana Isaković

Ključne riječi

montažna hala,
potresna sigurnost,
armiranobetonska
konstrukcija,
pseudodinamički pokus,
ciklički pokus,
Eurokod 8

Key words

prefabricated hall,
seismic safety,
reinforced-concrete
structure,
pseudodynamic test,
cyclic test,
Eurocode 8

Mots clés

halle préfabriquée,
sécurité sismique,
structure en béton armé,
essai pseudodynamique,
essai cyclique,
Eurocode 8

Ключевые слова

монтажный зал,
сейсмическая
надежность,
железобетонная
конструкция,
псевродинамическое
испытание,
циклическое испытание,
Eurokod 8

Schlüsselworte

Montagehalle,
seismische Sicherheit,
Stahlbetonkonstruktion,
pseudodynamisches
Experiment,
zyklisches Experiment,
Eurokode 8

M. Fischinger, M. Kramer, T. Isakov

Prethodno priopćenje

Potresna sigurnost armiranobetonskih montažnih hala – eksperimentalna studija

Prikazani su pseudodinamički i ciklički pokusi modela karakterističnih jednokatnih armiranobetonskih montažnih hala u prirodnome mjerilu. Spojevi su projektirani postupkom planiranja nosivosti. Ocijenjena je potresna otpornost i oštetljivost te napravljena sustavna studija potresnoga rizika. Rezultati su omogućili kritičnu ocjenu i poboljšavanje relevantnih zahtjeva u europskim normama Eurokod 8. U ovom su radu, prvom od dva povezana članka, obrađeni eksperimentalni rezultati.

M. Fischinger, M. Kramer, T. Isakov

Preliminary note

Seismic safety of prefabricated reinforced-concrete halls - experimental study

Pseudodynamic and cyclic tests, conducted on full-scale models of typical single-storey prefabricated reinforced-concrete halls, are presented. Connections are designed using an appropriate bearing-capacity planning procedure. The seismic resistance and vulnerability values are presented, and a systematic study of seismic risk is made. The results have enabled critical assessment and improvement of relevant Eurocode 8 requirements. Experimental results are analyzed in this paper, which is the first of two related papers.

M. Fischinger, M. Kramer, T. Isakov

Note préliminaire

Sécurité sismique des halles préfabriquées en béton armé - étude expérimentale

Les essais pseudodynamiques et cycliques, conduits sur modèles en vraie grandeur des halles préfabriquées typiques à un étage, faites en béton armé, sont présentés. Les connexions sont dimensionnées en utilisant le procédé de planification de capacité portante. La résistance sismique et la vulnérabilité sont présentées, et l'étude systématique du risque sismique est faite. Les résultats ont permis l'évaluation critique et l'amélioration des dispositions correspondantes contenues dans l'Eurocode 8. Les résultats expérimentaux sont analysés dans l'ouvrage, qui est le premier des deux ouvrages analogues.

M. Фишингер, М. Крамар, Т. Исакович

Предварительное сообщение

Сейсмическая надежность железобетонных монтажных залов – экспериментальная разработка

Приведены псевродинамические и циклические эксперименты модели характеристических одноэтажных железобетонных монтажных залов в натуральную величину. Соединения спроектированы посредством планирования несущей способности. Произведена оценка стойкости к сейсмическим воздействиям и подверженности разрушению, разработан проект систематического риска при сейсмических воздействиях. Результаты обеспечили возможность выполнения критической оценки и усовершенствования релевантных требований европейских норм Eurokod 8. В данной работе, первой из двух связанных статей, произведена обработка экспериментальных результатов.

M. Fischinger, M. Kramer, T. Isakov

Vorherige Mitteilung

Seismische Sicherheit von Montagehallen aus Stahlbeton - experimentale Studie

Dargestellt sind pseudodynamische und zyklische Experimente von Modellen charakteristischer einstöckiger Montagehallen aus Stahlbeton in natürlichem Masstab. Die Verbindungen sind mit dem Verfahren der Tragfähigkeitsplanung entworfen. Die seismische Widerstandsfähigkeit und Beschädigungsmöglichkeit sind bewertet und eine systematische Studie des seismischen Risikos ist ausgearbeitet. Die Ergebnisse ermöglichen eine kritische Bewertung und Verbesserung der relevanten Forderungen in den europäischen Normen Eurokode 8. In diesem Artikel, dem ersten von zwei verbundenen Artikeln, sind die experimentalen Ergebnisse bearbeitet.

Autori: Prof. dr. sc. **Matej Fischinger**, dipl. ing. građ.; dr. sc. **Miha Kramer**, dipl. ing. građ.; prof. dr. sc. **Tatjana Isaković**, dipl. ing. građ., Univerza v Ljubljani, FGG, IKPIR, Jamova 2, Ljubljana, Slovenija

1 Uvod

U okviru dva povezana članka obrađuje se potresna sigurnost jednokatnih montažnih armiranobetonskih hala. Konstrukcijski sustav sastoji se iz skupine konzolnih stupova koje povezuje krovna konstrukcija, za koju će se dokazati da je kruta u svojoj ravnini. Studija se ograničava na konstrukcije pri kojima su spojevi dovoljno jaki da se stupovi plastificiraju prije iscrpljenja kapaciteta spojeva. Prikadnost planiranja nosivosti spojeva dokazana je eksperimentom.

Građevine s takvom konstrukcijom su vrlo česte u europskoj graditeljskoj praksi i u njima se odvija važan dio gospodarske aktivnosti s mnogo zaposlenih i opremom velike vrijednosti. Moguća velika oštećenja ili čak rušenja tih konstrukcija za vrijeme jakoga potresa mogla bi imati katastrofalne posljedice s velikom neposrednom i posrednom štetom zbog prekinute proizvodnje, iako su potresna otpornost i oštetljivost armiranobetonskih montažnih hala i s time povezanoga potresnog rizika skoro neistraženi.

Mali se broj istraživanja donedavno odrazio u propisima za gradnju potresno otpornih konstrukcija koji su vrlo škrto tretirali montažne građevine. Ranija verzija novih zajedničkih europskih norma za gradnju potresno otpornih konstrukcija Eurokod 8 [1] montažne je konstrukcije tretirala samo u neobveznom »informativnom dodatku«. To je ukazalo na činjenicu da su, zbog pomanjkanja znanja na tom području mnogi zahtjevi nedorečeni, a predlagani koeficijenti vrlo grubo određeni. Zbog nepovjerenja prema montažnim konstrukcijama koeficijenti su u nekim slučajevima određeni vrlo konzervativno. Potresne su sile bile skoro dva puta veće nego za monolitne konstrukcije. Ako bi se ti koeficijenti prihvatili, montažne armiranobetonske industrijske hale bilo bi potrebno proračunati na nekoliko puta veće sile s obzirom na one upotrebljavane u dosadašnjoj praksi. Takvo bi konzervativno projektiranje, iz nedovoljno argumentiranoga razloga, ozbiljno ugrozilo gradnju armiranobetonskih montažnih hala.

To je u Europi potaknulo nova istraživanja, podupirana eksperimentima na uzorcima u velikom mjerilu pri kojima su sudjelovali i autori članka. Na osnovi početnih istraživanja u okviru programa *ECOLEADER (European Consortium of Laboratories of Earthquake Dynamic Experimental Research)* u eurokodovima se [2] pod određenim strogim uvjetima dopustila jednaka redukcija potresnih sila za montažne hale i monolitne okvire, iako je tu promjenu bilo potrebno dokazati potpunijim istraživanjima. Pritom se u obzir uzelo da na potresnu oštetljivost tih konstrukcija utječu dvije temeljne činjenice – ponašanje konstrukcijskoga sustava kao cjeline i ponašanje spojeva između pojedinih elemenata sustava.

Zbog složenosti problema istraživanja su podijeljena u dva dijela. Prvo je istraživanje [3] u obzir uzelo sustav kao cjelinu u kojoj su spojevi bili jači od elemenata koje su povezivali. To se istraživanje odvijalo u okviru projekta 5. europskoga okvirnog programa *PRECAST – Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8 – Conormative Research* (Potresno ponašanje predgotovljenih betonskih konstrukcija – istraživanja u potporu Eurokoda 8) i nedavno je završeno. Rezultati će se prikazati i analizirati u ovom članku i članku koji slijedi. Problem spojeva će se istraživati zasebno u okviru već odobrenoga projekta 7. europskoga okvirnog programa *SAFECAS – Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures under Seismic Conditions* (Ponašanje inovativnih mehaničkih spojeva u predgotovljenim konstrukcijama zgrada u potresnim uvjetima).

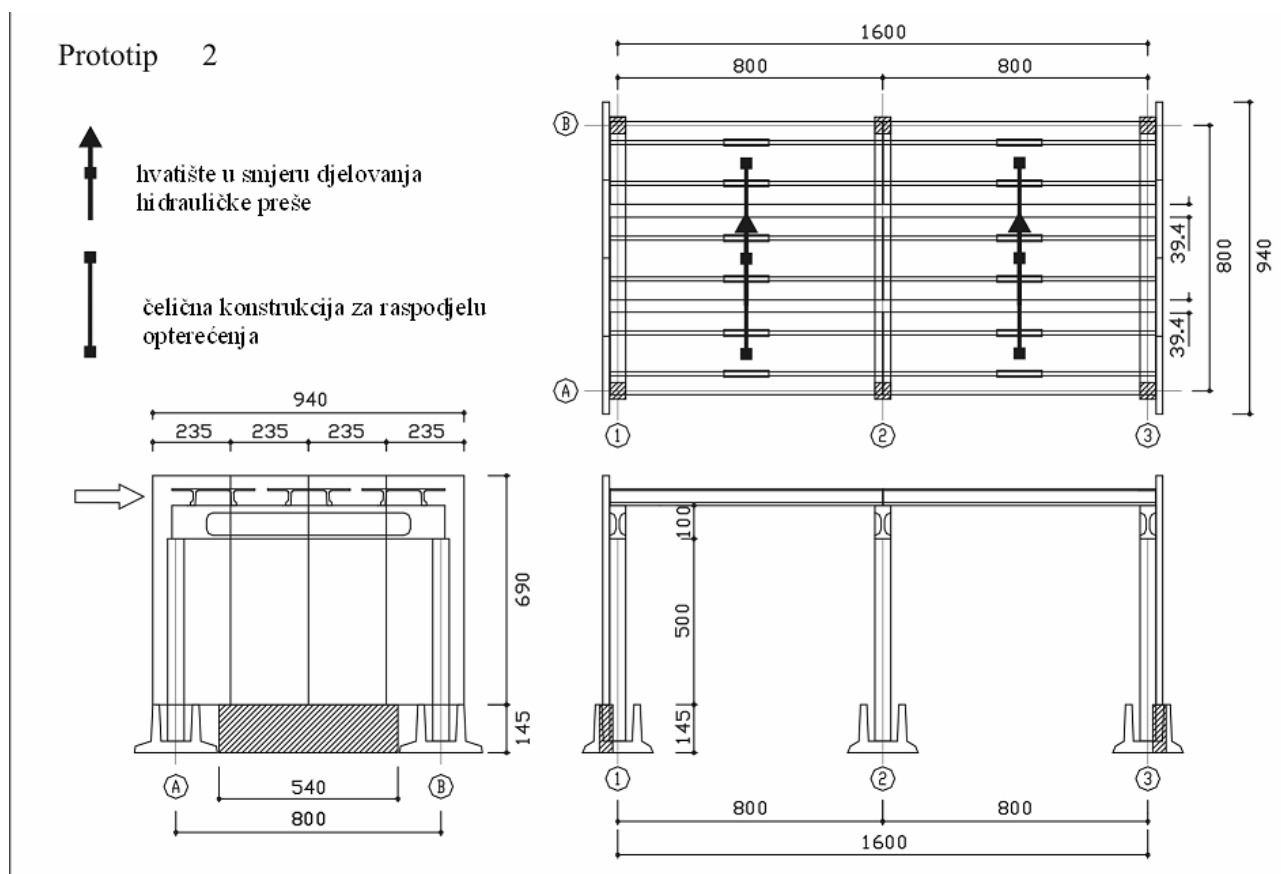
Zbog velikog opsega rezultata zaključke istraživanja PRECAST prikazat će se u dva povezana članka. U prvom će se analizirati eksperimentalni rezultati, a u drugome će se prikazati proračunski model i sustavna studija potresnog rizika. Na osnovi svih tih rezultata na kraju će se kritično ocijeniti neki relevantni zahtjevi u Eurokodu 8.

2 Ispitivanja modela jednokatnih armiranobetonskih montažnih hala u prirodnom mjerilu

Pseudodinamička ispitivanja i ciklički pokusi do rušenja izvedeni su u europskom laboratoriju za ispitivanje konstrukcija ELSA u talijanskome gradu Ispra (slika 1.). Takva ispitivanja do sada se nisu izvodila. Posebnosti su bile dvije – veliki model u prirodnome mjerilu i velika vitkost ispitanih stupova, koja je značajna za stupove ispitivanih hala. Indeks posmičnoga raspona (taj je pri



Slika 1. Model za vrijeme pseudodinamičkog ispitivanja u laboratoriju ELSA



Slika 2. Nacrt za uzorak br. 2

konzolnim stupovima jednak odnosu između visine stupa i širine njegova presjeka) bio je 12,5, u bazama eksperimentalnih podataka ne pronalaze se podaci za stupove koji bi imali indeks posmičnoga raspona veći od 6.

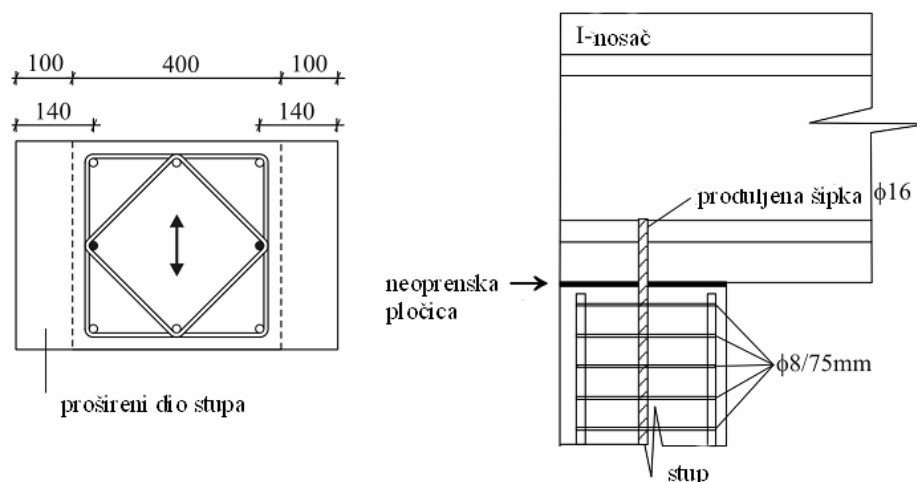
Zajednički su napravljena tri ispitivanja različitih prototipova konstrukcije. Prototipovi su se međusobno razlikovali po orijentaciji ploča i nosača s obzirom na smjer horizontalnoga opterećenja. Prototip 1 imao je krovne

elemente postavljene usporedno s opterećenjem, prototip 2 okomito na opterećenje (slika 1.). Podrobnosti za prototip 2 vidljive su iz nacrtu na slici 2. Zbog nepotpunih mjerenja pri ispitivanju prototipa 2 ta se konstrukcija još jednom ispitala (ispitni uzorak 2 – 2). Pritom su, s obzirom na iskustvo prijašnjega ispitivanja, upotrijebljene gušće spona na mjestu upetosti stupova, kao što to zahtijeva EC8 (udaljenost između spona bila je 5 cm umjesto zahtjevanih 7,5 cm). Rezultati sva tri ispitivanja u bitnim su elementima bili slični.

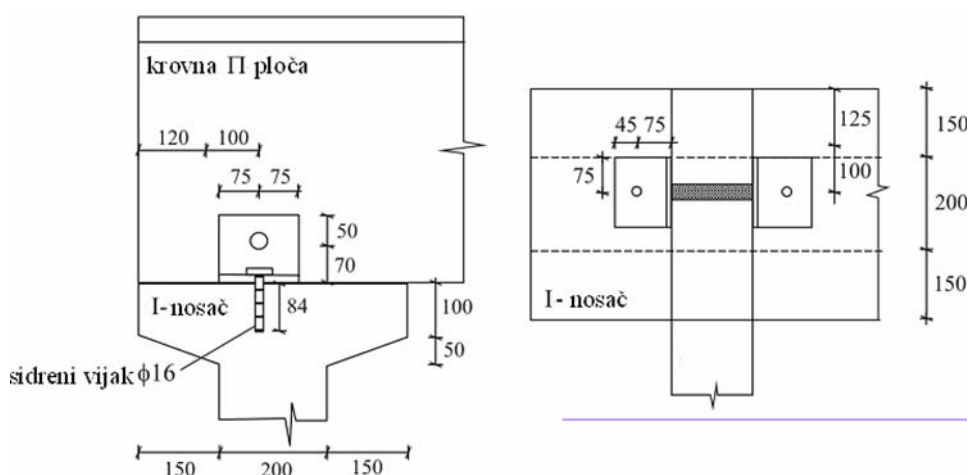
Tako se u nastavku bez štete za općenitost konstatacije obrađuju ponajprije rezultati ispitivanja prototipa 2 – 2.

2.1 Opis ispitivanoga uzorka

Osnovni podaci za prototip 2 vidljivi su iz slike 2., potpuniji opis dan je u doktorskom radu [4]. I-nosači su povezali vrhove stupova i s njima tvorili okvire koji su podupirali II-ploče. Spojevi između elemenata odgovarali su talijanskoj praksi, iako se slična rješenja rabe i u



Slika 3. Spoj stupa i grede



Slika 4. Spoj II-ploče i grede

susjednim državama. Veza između stupova i nosača prikazana je na slici 3. Promjer moždanika odgovara zahtjevima planiranja nosivosti snažnoga spoja (pogledati poglavlje 3.). Spoj između II-ploče i I-nosača prikazan je na slici 4. Sastavljen je iz para čeličnih kutnika, veznoga vijka i dva sidrena vijka, s kojima su kutnici pričvršćeni na I-nosače. U početnim fazama ispitivanja na konstrukciju su bile pričvršćene i pročelne ploče (slika 2.). One su na vrhu bile pričvršćene na bočne nosače sustavom vijaka i tankih čeličnih kutnika, dolje su bile naslonjene na posebno pripremljene potporne nosače sidrene u tlo laboratorija.

2.2 Projektiranje ispitivanoga uzorka po Eurokodu 8

U obzir je uzeto ubrzanje temeljnog tla 0,25 g za Sloveniju i 0,35 g za Italiju, faktor ponašanja $q=4,5$ (DCH) i tlo kategorije B (CEN, 2004). Prikladnost izbora faktora q se potom u okviru projekta eksperimentalno i proračunski dokazala. Kako je krovna konstrukcija bila dovoljno kruta u svojoj ravnini (što je i eksperimentalno potvrđeno) za proračunski se model mogao izabrati nadomjesni konzolni stup. U skladu s odredbama Eurokoda 8 u obzir se uzelo da je krutost raspucanoga presjeka jednaka polovici krutosti neraspucanih presjeka.

Zbog male mase bila su mala i opterećenja stupa. Minimalna je uzdužna armatura (1 posto; slika 5.) zadovoljila i za ubrzanje tla 0,35 g. Pri osnoj sili 100,6 kN u ugaonom stupu (bezdimenzijska proračunska osna sila $v_d = 0,023$) ta armatura osigurava nosivost na savijanje stupa 135,5 kNm što je dosta više od proračunske potrebne nosivosti. Ako bi se pri projektiranju u obzir uzeo faktor ponašanja $q = 4,5$ i tlo kategorije B, proračunska potrebna armatura bila bi jednaka minimalnoj armaturi već pri projektiranom ubrzanju 0,70 g [4]. U analizi rezultata važno je i potrebno u obzir uzeti da je konstrukcija s minimalnom armaturom imala veliku rezervu no-

sivosti. Naravno, mase u realnim konstrukcijama mogu biti dosta veće od mase ispitane konstrukcije. To se kasnije uzelo u obzir u parametarskoj studiji.

I spona su najprije određene iz minimalnih uvjeta. Za vrijeme ispitivanja prototipa 2, unatoč priličnoj količini poprečne armature, došlo je do izvijanja uzdužne armature prije nego li se očekivalo.

Stoga su u ponavljanju

ispitivanja (prototip 2-2) spona zgusnute i umjesto spona $\phi 8/75$ mm upotrijebljene su spona $\phi 8/50$ mm (slika 5.). Mehanički volumenski dio povećanih spona bio je $\omega_{vd} = 0,32$. Kritično područje iznad mjesta upetosti bilo je dugo 90 cm ($\approx h/6$). Nad kritičnim je područjem bila udaljenost između spona povećana – poprečna je armatura tu bila $\phi 8/150$ mm. Osigurala je nosivost na posmik 161,2 kN, što je mnogo više od poprečne sile, određene planiranjem nosivosti:

$$V_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{h} = 36,1 \text{ kN} \quad (1)$$

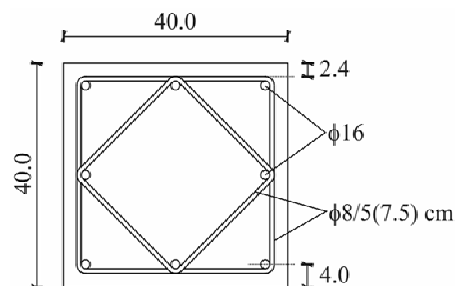
gdje je

γ_{Rd} - faktor stvarno povećane nosivosti, koja je 1,3 za stupove DCH

h - visina stupa

M_{Rd} - pa proračunska otpornost na savijanje presjeka.

Slično veliko bilo je i opterećenje spoja između poprečnoga stupa i nosača D_{Ed} .



Slika 5. Presjek stupa na mjestu upetosti

Za proračun posmične nosivosti spoja upotrijebljena je empirijska formula koju su predložili Vintzeleou i Tassios [5]. Formula vrijedi za tzv. »snažne moždanike, koji su sa strana obuhvaćeni debelim slojem zaštitnog sloja betona«. Nosivost opterećenoga spoja bila je [4]:

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi_{eff}^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} = 2 \cdot 16^2 \sqrt{40 \cdot 500} = 72408 N \approx 2 \cdot D_{Ed} \quad (2)$$

gdje je

f_{ck} - karakteristična tlačna čvrstoća betona [MPa]

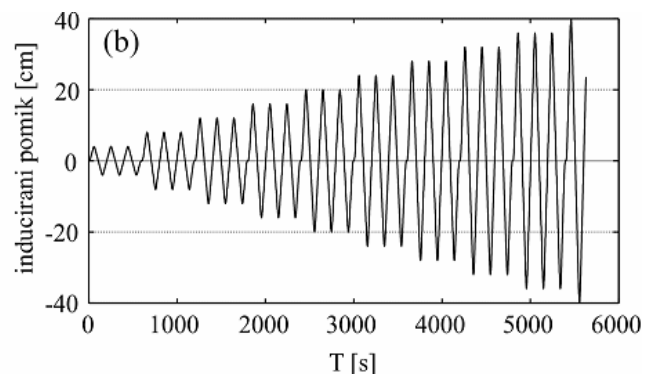
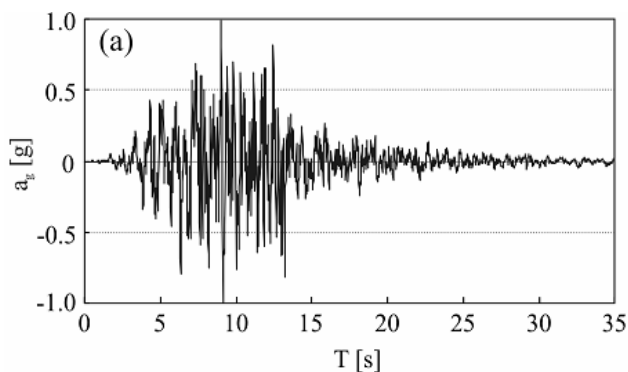
f_{yk} - karakteristična granica popuštanja čelika [MPa]

ϕ_{eff} - efektivni promjer moždanika (ϕ 16).

Nosivost spoja bila je, dakle, približno dva puta veća od opterećenja.

Sličan je izraz uzet u obzir i pri dimenzioniranju sidrenoga vijka za kutnik između krovne ploče i I-nosača, samo je nosivost zbog utjecaja osne sile bila manja. Odabrani su bili sljedeći elementi spoja: sidreni vijak ϕ 16, vezni vijak ϕ 24 i kutnik dimenzija 120×120×10 mm. Nosivost je spoja u svim načinima rušenja poprilično veća od opterećenja. Podrobnosti su opisane u [4].

U obzir su uzeta ograničenja deformiranja za zgrade pri



Slika 6. a) Normirani akcelerogram za pseudodinamičko ispitivanje i b) tijek cikličkoga ispitivanja

kojima su nekonstrukcijski elementi pričvršćeni na konstrukciju tako da ne sprečavaju deformiranje nosive konstrukcije:

$$d_r v \leq 0,01 h \quad (3)$$

gdje je

d_r - katni pomak određen nereduciranim elastičnim spektrom

h - katna visina

v - reduksijski faktor koji u obzir uzima kraće povratno vrijeme potresa, koje se računa pri kontroli oštećenja.

Uzme li se u obzir da je za uobičajene zgrade v jednak 0,4, mora biti katni pomak konstrukcije (d_r/h) manji od 2,5 posto.

Pri ubrzanju temeljnog tla 0,25 g i tlu kategorije B, katni je pomak ispitivane hale jednak 1,2 posto. Tako je zahtjev za ograničavanje pomaka ispunjen. Pritom se mora

upozoriti da su pomaci ispitivane hale relativno mali zbog vrlo male mase konstrukcije. Pri konstrukcijama s većim masama, koje su kasnije ispitivane u parametarskoj studiji, ograničavanje deformiranja često je bila odlučujuća činjenica pri projektiranju. Taj bi kriterij bio manje kritičan ako bi se u obzir uzeo utjecaj pročeljnih ploča na krutost konstrukcije, iako za takvu analizu trenutno znanje modeliranja pročeljnih ploča nije dovoljno. Pri sudjelovanju pročelja i konstrukcije i dopuštena su deformiranja bila manja.

2.3 Program opterećenja

Na konstrukciji je prvo napravljena serija pseudodinamičkih ispitivanja. Pri takvom se ispitivanju na konstrukciju pomoću hidrauličkih preša nanose sile statički, iako se njihova veličina svaki put određuje tako da odgovara potresnim silama za odabrani potres. U eksperimentima je rabljen potres koji odgovara karakteristikama furlanskih (slovenskih) potresa (slika 6.a). Ubrzanje se pove-

ćavalo. U prva su tri koraka (kada su na konstrukciji još bili pročeljni paneli) vrijednosti maksimalnoga ubrzanja tla $a_g = 0,05$ g, 0,14 g i 0,35 g. Zadnji odgovara proračunskom ubrzanju u Furlaniji. U sljedećoj su fazi pročeljne ploče odstranjene i napravljen je zadnji pseudodinamički pokus s ubrzanjem 0,525 g. To je ubrzanje bilo veće od proračunskoga, iako još uvijek manje od kapaciteta konstrukcije koju je osigurala ugrađena minimalna armatura za savijanje. Zadnji je dio eksperimenta napravljen s cikličkim statičkim opterećenjem. Ciklusi pomaka su se povećavali korakom od 40 mm (slika 6.b) do rušenja konstrukcije.

3 Rezultati ispitivanja i glavne konstatacije

3.1 Ponašanje spojeva i potvrđivanje pretpostavke krute dijafragme

Ključna je pretpostavka studije u okviru projekta PRECAST bila da su spojevi jaki. Ako, dakle, spojevi ne popuste, ispitivana se konstrukcija ponaša kao sustav konzolnih

stupova vrhovi kojih su povezani s u ravni krutom stropnom konstrukcijom. Pri opterećenju simetrične konstrukcije u ravni morali bi biti pomaci vrhova svih stupova jednaki. Izmjerena su odstupanja bila 3 cm pri maksimalnom pomaku oko 40 cm. Dakle, stropna konstrukcija nije bila idealno kruta, iako je odgovarala zahtjevima EC8 koji primjerenost krutosti stropne konstrukcije uvjetuje zahtjevom da horizontalni pomaci nigdje ne prelaze pomake dobivene uz pretpostavku krute dijafragme, za više od 10 posto odgovarajućih apsolutnih pomaka. Pritom su realni odnosi povoljniji nego oni u eksperimentu, jer su Π -ploče krovne konstrukcije bile sasvim odvojene.

Kutnici između Π -ploča i nosača su se dobro ponašali. Problematičnije je bilo ponašanje moždaničkih spojeva između nosača i stupova. Promjer moždanika, koji je određen metodom projektiranja nosivosti, bio je dostatan, iako se pri prvom ispitivanju prototipa 2 oštetio beton u okolini moždanika (slika 7.). Pri dimenzioniranju se rabila formula koja pretpostavlja da je moždanik element s debelim slojem betona. Sloj betona u okolini otvora za nasadivanje nosača na moždanik dosta je tanak. Ovijanje otvora sponama U oblika bilo je preslabo. Zbog novčanih su se ograničenja u kasnijim ispitivanjima rabili



Slika 7. Oštećenja nosača na spoju sa stupom

isti nosači, a oštećena su mjesta obložena čeličnim ovom koji je nadomještavao gustu armaturu ovijanja. Potrebna se nosivost spojeva tako osigurala, iako je zbog nerealne izvedbe učvršćenja daljnje ispitivanje ponašanja tih spojeva onemogućeno.

3.2 Ponašanje stupova i konstrukcije kao cjeline

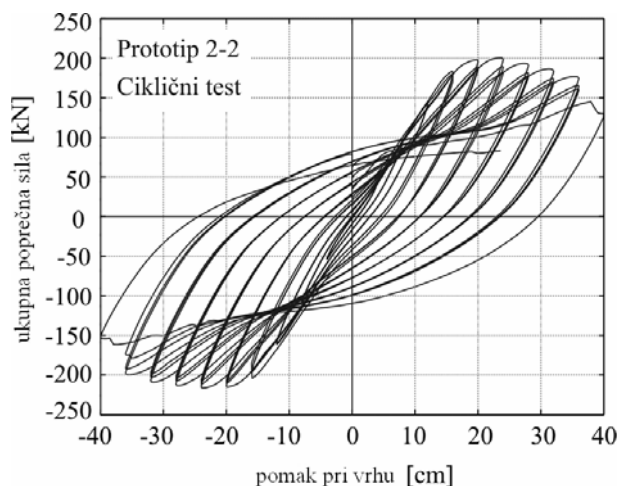
Osiguravanjem dostatne nosivosti spojeva ponašanje konstrukcije odredili su stupovi. Opažena je velika deformabilnost i deformacijski kapacitet stupova. Stupovi su prije rušenja bili deformirani za 40 cm, što je 8 posto njihove visine. Koliko su bili veliki ti pomaci ilustrira i

slika 8. Takvo je deformiranje prilično veće od deformacijskoga kapaciteta kraćih stupova. Jednako vrijedi za pomak na granici plastičnosti stupa, koji je dostizao 2,5 posto visine. Veliki je deformacijski kapacitet naravno povoljan. S druge strane velika deformabilnost uzrokuje više problema i ukazuje na to da su za projektiranje kritičniji uvjeti graničnoga stanja uporabljivosti nego graničnoga stanja nosivosti (točka 2.2).



Slika 8. Deformirana konstrukcija uzorka 2-2 pri katnom pomaku od 8 %

Ciklično ispitivanje do rušenja pokazalo je stabilno histerezo ponašanje do apsolutno vrlo velikih pomaka oko 30 – 35 cm, što je 6 – 7 posto visine stupa (slika 9.). S druge strane pripadajuća duktilnost (oko 3) nije bila tako velika. Način je rušenja bio značajan za suvremeno konstruirane armiranobetonske elemente. Najprije je počeo otpadati zaštitni sloj betona, zatim se izvinula uzdužna armatura koja se u slijedećim ciklusima prekinula (slika 10.). Prvi se stup srušio pri povećanom katnom pomaku stupa 7 posto. Nosivost je osjetno pala (slika 9.), iako su ostali stupovi odziv privremeno stabilizirali. Ka-



Slika 9. Histerezo odziv pri cikličnom ispitivanju uzorka 2-2 (sila je mjerena za cijelu konstrukciju, sastavljenu od 6 stupova)

ko su svi stupovi bili jednako armirani i slično opterećenju, ubrzo se zatim (pri katnom pomaku od 8 posto) konstrukcija praktički srušila. Taj tok rušenja i slika 10. jasno pokazuju na važnost obuhvaćanja betonske jezgre na mjestu plastičnoga zgloba. Spomenuto je da su pri ispitivanom uzorku 2-2 upotrijebljene gušće spona (udaljenost između spona 5 cm) nego što zahtijeva EC8 (7,5 cm).



Slika 10. Tipično rušenje stupa na savijanje

Spoznaja važna za projektiranje i analizu je ta da je duljina plastificiranoga područja pri upetosti vrlo kratka – samo oko 20 cm, što je polovica poprečne dimenzije stupa i samo 4 posto visine stupa. Dakle, pri takvim su stupovima zahtjevi za lokalnim plastičnim kapacitetom stupova na mjestu upetosti veliki.

3.3 Utjecaj pročeljnih ploča

Pročeljne su ploče bile učvršćene na konstrukciju pri prva tri pseudodinamička ispitivanja s maksimalnim ubrzanjem tla $a_g = 0,05$ g, 0,14 g i 0,35 g. Posljednje odgovara najvećem projektiranom ubrzanju u Furlaniji, iako je zbog male mase uzorka jednako samo polovici ubrzanja koje bi proračunski zahtijevalo minimalnu uzdužnu armaturu u stupovima. Pri ubrzanju 0,35 g stupovi se još nisu plastificirali. Primjereniji je kriterij za ocjenu taj da je pri tom ispitivanju katni pomak (pomak dijeljen s visinom stupa) 1,5 posto. Izmjeren period titraja konstrukcije bez pročelja prije početka ispitivanja bio je oko 0,6 s. Sličan se period titraja izračunao s polovičnom proračunskom krutosti neraspucanih presjeka. To upućuje na više puta opaženu činjenicu da su konstrukcije već u početnome stanju nešto raspucane. Period titraja s pročeljnim pločama bio je oko 0,4 s. Po završetom trećem ispitivanju s odstranjenim pročeljem bio je oko 0,85 s.

Prevladavajući je način odziva pročeljnih ploča bilo ljuhanje oko uglova koje je bilo povezano s manjim udarima i klizanjem uzduž temeljnog nosača i uzduž spojeva

između ploča. Modeliranje panela s nadomjesnom dijagonalom ne odgovara takvom mehanizmu odziva. Za nužan napredak na tome području mora se spoznati i kvantificirati ponašanje spojnih sredstava, što će se napraviti u okviru projekta SAFECAST.

4 Zaključci

Prikazani su rezultati pseudodinamičkih i cikličkih ispitivanja prototipova armiranobetonskih montažnih hala u prirodnome mjerilu. Slična istraživanja do sada nikad nisu bila provedena.

Pokazano je da je uporabom postupka planiranja nosivosti i primjerenoga konstruiranja moguće osigurati dostatnu nosivost spojeva i krutost krovne konstrukcije u horizontalnoj ravnini. Pritom je bilo potrebno povećati stupanj ovijanja betona oko otvora za moždanik u nosačima. Tako je ponašanje sustava odredio odziv stupova.

Utvrđene su velika deformabilnost i deformacijski kapacitet stupova s minimalnom armaturom u skladu sa zahtjevima EC8. Granica plastičnosti bila je pri katnom pomaku, koji je jednak pomaku vrha stupa dijeljenom s visinom stupa, 2,5 posto, deformacijski kapacitet 8 posto. Takvo ponašanje nije značajno za manje vitke stupove koji su se do sada ispitivali i zato ga, kao što će se pokazati u drugom članku, bez primjerenih dopuna ne može uspješno opisati niti jedan od poznatih empirijskih modela.

Minimalna je uzdužna armatura stupova po EC8 ($\rho_{l,min} = 0,01$) ispitanoj konstrukciji osigurala veliku rezervu nosivosti u usporedbi s proračunski potrebnom nosivosti za područja s najsnažnijim potresima u Furlaniji, Sloveniji i Hrvatskoj. U obzir se mora uzeti da je masa uzorka prilično manja u usporedbi sa stvarnim konstrukcijama. Stoga se kasnije (u drugom članku) izradila sustavna studija potresnoga rizika za sav spektar mogućih realnih konstrukcija. Pritom se rabio numerički model koji se kalibrirao pomoću opisanih eksperimentalnih rezultata.

Tipično rušenje stupova počelo je izvijanjem uzdužnih šipki armature između spona, kojemu je u slijedećem ciklusu slijedio prekid armature. To upozorava na veliki značaj odgovarajućega ovijanja betona sponama u području plastičnoga zgloba iznad mjesta upetosti. Izmjeren je duljina toga zgloba bila vrlo kratka (samo polovicu dimenzije poprečnoga presjeka). Zato su na tom mjestu zahtjevi za kapacitetom plastičnoga deformiranja vrlo veliki. Armiranjem gušćim sponama koje zahtijeva Eurokod 8, ponašanje se poboljšalo.

Utjecaj je pročeljnih panela na odziv konstrukcije važan. Značajno je bilo ljuhanje panela za vrijeme odziva, po-

vezano sa klizanjem i udaranjem. Model nadomjesne dijagonale ne opisuje ponašanje takvog panela na odgovarajući način.

Za napredak na tom području mora se spoznati i kvantificirati ponašanje spojnih sredstava, što će se provesti u okviru projekta SAFECAST.

LITERATURA

- [1] CEN – ENV 1998-1, Eurocode 8: *Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1: General rules*, European Committee for Standardization, 1994.
 - [2] CEN – EN 1998-1, *Design of structures for earthquake resistance – General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 2004.
 - [3] Toniolo, G. (coordinator): *Final report of the EU Research Project: Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with respect to EC8* (Contract No. G6RD-CT-2002-00857), 2007.
 - [4] Kramar, M.: *Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal.* Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, FGK, 176 strani, 2008.
 - [5] Vintzeleou, E. N.; Tassios, T. P.: *Behaviour of dowels under cyclic deformations*. ACI Structural Journal, 84, 1: 18-30, 1987.
-